

CRITÉRIOS DE INSPEÇÃO E RECEBIMENTO DE SERVIÇOS DOS PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÕES (VERIFICAÇÃO DO DESEMPENHO)

Urbano Rodriguez Alonso
Engenheiro Consultor

1 - INTRODUÇÃO

As fundações, como qualquer outra parte de uma estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de **segurança, funcionalidade e durabilidade**.

A primeira condição impõe que todos os elementos da estrutura devam atender aos coeficientes de segurança (contra a ruptura) fixados pelas Normas Técnicas. A segunda condição deve ser atendida para que as deformações e os deslocamentos sejam compatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura e a terceira diz respeito aos materiais a serem empregados que deverão apresentar vida útil, no mínimo igual ao que se propõe a obra.

A maneira como são atendidas as três condições acima irá refletir-se no desempenho da estrutura. Neste trabalho iremos tratar destas questões apenas para os elementos constituintes das fundações.

2 – GARANTIA DA QUALIDADE

Define-se garantia da qualidade ao conjunto de ações planejadas e sistemáticas necessárias para prover confiança adequada de que os produtos, processos e serviços satisfarão determinados requisitos de qualidade. A qualidade é, portanto, uma adequação ao uso, isto é, a propriedade que permite avaliar e, conseqüentemente, aprovar, aceitar ou recusar qualquer serviço ou produto. Trata-se, portanto de um conceito relativo que varia com o tempo, seja em decorrência da descoberta de novas tecnologias, seja em função dos custos envolvidos ou outros aspectos da questão.

Para que haja garantia da qualidade há necessidade do envolvimento de toda a empresa, desde o topo da direção até o mais subalterno servidor, sendo a ignorância o maior inimigo da qualidade e o excesso de burocracia o maior inimigo da sua garantia da qualidade.

É importante lembrar que só se pode controlar aquilo que se pode verificar e só se pode exigir o que se pode controlar. Isto em fundações é de uma importância fundamental, pois os elementos estruturais que a compõe não são visíveis (pois estão enterrados) como acontece com as demais partes da estrutura. Por isto, especificamente **em fundações, o cumprimento dos formalismos da garantia da qualidade não significa que o bom desempenho esteja assegurado**, pois um aspecto que diferencia um projeto de estrutura de um projeto de fundações é que, no primeiro, as características dos materiais de construção são definidos pelo projetista e, no segundo, se trabalha com o solo, que é um material não fabricado pelo homem. Neste aspecto da questão, nada substitui a competência e a experiência do projetista, que neste tipo de serviço têm como obrigação não só possuir amplos conhecimentos teóricos como dominar todas os aspectos envolvidos com o tipo de fundação a adotar. Pouco adianta realizarmos ensaios sofisticados e, depois, utilizarmos métodos de cálculo, também sofisticados, se as amostras utilizadas foram retiradas sem os necessários cuidados, como se mostra na Figura 1.

3 – TRIPÊ DA BOA FUNDAÇÃO

Uma boa fundação é aquela que atende ao tripé constituído pelo projeto, pela execução e pelo controle (da execução) (Figura 2).

No projeto, seleciona-se o tipo (ou tipos) de fundação a empregar, em função das características geotécnicas do local, das grandezas das cargas, do tipo e responsabilidade da obra

É nesta fase que se define o método construtivo e se fazem as previsões que darão suporte às equipes de execução e de controle. O projetista da fundação deve ter sempre em vista a forma como seu projeto será executado, levando em conta a disponibilidade de equipamentos e a segurança dos vizinhos.

Fica, portanto, claro que nessa fase há um envolvimento intenso entre a equipe de projeto propriamente dita com a equipe de execução. A primeira busca soluções, tendo por base os conhecimentos de Mecânica dos Solos e Resistência dos Materiais e a segunda, complementa esses conhecimentos com os aspectos referentes às limitações dos equipamentos que serão envolvidos, as limitações de acessos, o estado das construções limítrofes e outros aspectos inerentes aos métodos executivos. É por isso que duas estruturas com a mesma arquitetura, mesmos materiais e mesmas cargas não são, necessariamente, iguais quando se trata de suas fundações. Daí o alerta de que **é perigoso se generalizar em fundações**, pois cada caso é um caso, que requer um estudo próprio que considere todas suas condicionantes e dados disponíveis.



Figura 1 – Aspecto importante em fundações



Figura 2 – Tripé da boa fundação

Durante a execução, as equipes envolvidas seguem, basicamente, o método executivo previsto na fase de projeto. Na interface projeto-execução situa-se o controle da qualidade da fundação, que deverá aferir as previsões feitas, adaptando a execução às mesmas ou fornecendo subsídios ao projeto para reavaliação. Por esta razão, um projeto de fundação só é concluído ao término da execução, pois como já se disse acima, trabalha-se com o solo, que não é um material fabricado pelo homem. Para agravar mais a situação, as previsões são feitas com base em ensaios geotécnicos obtidos antes da execução da fundação, e como sabemos, a capacidade de carga e deformabilidade do solo são normalmente afetadas pelo método executivo.

Uma outra característica das fundações, é que elas ficam enterradas, e, portanto, não é possível inspecioná-las facilmente após sua conclusão, como acontece com outros elementos da estrutura (pilares, vigas, alvenaria, etc). É por essa razão que a eficiência e competência das equipes envolvidas com o projeto, a execução e o seu controle são de primordial importância para um bom desempenho da fundação. Só para enfatizar este aspecto, lembra-se que para adquirir um equipamento basta ter o dinheiro; para formar uma equipe capaz de fazê-lo trabalhar eficientemente, há necessidade de muito tempo para treinamento.

Finalmente, gostaríamos de lembrar que os procedimentos de controle da execução devem ser definidos, **claramente** (por todos os responsáveis e envolvidos com o tripé da “boa fundação”) antes do início dos serviços, a fim de evitar polêmicas ou posições “intransigentes” de um ou outro desses responsáveis.

4 – INFLUÊNCIA DO MÉTODO EXECUTIVO

O desempenho das fundações é influenciado pelo método executivo. No caso das estacas, a tradicional classificação em dois grupos, com e sem deslocamento do solo, teve que ser ampliado após o aparecimento das estacas raiz, das micro-estacas (presso-ancoragens) e mais recentemente, das estacas hélice contínua (entre nós desde 1987 e com ampla utilização desde 1993) e as estacas “omega” (entre nós a partir de fins de 1998). As estacas raiz e as micro-estacas, na fase inicial de sua execução, enquadram-se na classificação “sem deslocamento de solo” e, na fase final, com certo deslocamento de solo. O mesmo se pode dizer das estacas hélice contínua e das estacas ômega que se instalam com um alívio parcial de solo (nas estacas hélice contínua porque à medida que o avanço do trado vai reduzindo sua velocidade mais solo vai sendo extraído e nas estacas ômega porque a introdução da ponteira com diâmetro bem maior que a haste complementar, permite certo alívio de solo atrás da ponta helicoidal, conforme mostrado por Alonso (2002)).

Assim, hoje as estacas, quanto à instalação, devem ser classificadas em: estacas com deslocamento, estacas com deslocamento parcial e estacas sem deslocamento de solo.

É importante saber em que tipo de instalação da estaca no solo, pois isso irá condicionar sua capacidade de carga e seu recalque. Além disso, será evitado, como já temos presenciado, empregar métodos de previsão de capacidade de carga desenvolvidos para um determinado tipo de estaca ser usado para outro.

5 – CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES CONFORME SEU CONTROLE DURANTE A EXECUÇÃO

A execução de qualquer fundação, superficial ou profunda, deve ser controlada. É desejável que o comportamento da obra seja acompanhado ao longo de algum tempo após sua conclusão. Desse acompanhamento resultam ensinamentos valiosos para o futuro. Infelizmente, apesar de recomendação expressa na norma NBR 6122, ele é raramente feito.

Aqui cabe uma ressalva quando se faz menção ao controle. Não devemos confundir-lo com o simples registro de dados, pois o fato de se registrarem vários eventos ocorridos durante a execução da fundação, não implica em que se esteja exercendo um controle.

O controle implica, além do registro, na interpretação dos dados registrados, de maneira rápida e objetiva, utilizando-se os procedimentos pré-estabelecidos entre os responsáveis do “tripé da boa fundação” antes do início dos serviços. Se durante a execução esses controles atendem ao que se definiu como adequados ao projeto, nada deve ser mudado na execução; ao contrário, se ocorrerem diferenças, estas devem ser, imediatamente, comunicadas à equipe de projeto, para que se proceda à revisão da previsão, se necessário, ou a novas investigações geotécnicas.

Portanto, o controle é um constante registro e troca de informações entre as equipes de campo e de projeto. É claro que o fiel registro das informações é um documento importante nessa troca de informações.

O controle deve ser feito não só sobre os dados de instalação das estacas, como também sobre os materiais que as compõem.

Entretanto nem todos os tipos de fundação apresentam o mesmo grau de controle. Daí porque dividiremos, neste particular, as fundações em dois grandes grupos: as que permitem, durante sua confecção, um controle não abrangente e aquelas que permitem um controle abrangente. Entendam-se estes controles (abrangentes e pouco abrangentes) como sendo uma “bateria” de testes, durante a execução, que permitam tomar decisões visando prever o desempenho futuro quando a fundação receber as cargas da estrutura.

5.1 – FUNDAÇÕES COM CONTROLE POUCO ABRANGENTE DURANTE A EXECUÇÃO

Dentre as fundações cujo controle é pouco abrangente durante a execução podem ser mencionadas: fundações rasas (sapatas e blocos de fundação); estacas Strauss; estacas injetadas (raiz e micro-estacas); estacas escavadas a seco e com auxílio de lama bentonítica (estacões e barretes); tubulões (a céu aberto e sob ar comprimido), estacas hélice contínua e estacas ômega. Por causa dessa dificuldade de dispor de parâmetros de aferição da qualidade da estaca, **no instante da execução**, estes tipos de fundação requerem que a qualidade das investigações geotécnicas (sondagens) seja feita por equipes idôneas e experientes, visto que é com base nessas sondagens que se prevêem o comprimento das estacas. Não se pode correr o risco de que os ensaios sejam obtidos como se mostrou na Figura 1. Por isso, quando se pretende projetar estes tipos de fundação é prudente (e até necessário) que se fiscalize junto às equipes de execução das sondagens os procedimentos e o estado dos equipamentos utilizados verificando-se se atendem às normas específicas da ABNT.

5.2 – FUNDAÇÕES COM CONTROLE ABRANGENTE DURANTE A EXECUÇÃO

Dentre as fundações que permitem controle abrangente durante a execução podem ser citadas: estacas prensadas (tipo mega); estacas pré-moldadas de concreto; estacas metálicas e estacas tipo Franki.

6 – DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS CONTROLES DURANTE A EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Neste item iremos discorrer sobre os controles comumente utilizados em cada tipo de fundação, fazendo-se uma análise crítica e sugerindo, quando possível, sua complementação a fim de que se tenha um melhor controle sobre as premissas do projeto e se obtenha uma melhor garantia quanto ao seu desempenho. Espera-se que com esta exposição possamos todos refletir sobre o assunto.

6.1 – FUNDAÇÕES RASAS

Neste tipo de fundação o controle é meramente subjetivo. A liberação da cota de apoio e das dimensões da fundação é feita apenas com base numa análise tátil visual do solo e comparado com a sondagem mais próxima. Nenhum parâmetro é medido de tal sorte que a decisão é individual (subjetiva).

A realização de prova de carga sobre uma placa circular ou quadrada de lado aproximadamente 1m, apoiada na mesma cota da fundação é um procedimento barato e rápido e seria uma maneira de eliminar a subjetividade da decisão. O macaco hidráulico que aplica a carga à placa poderia reagir contra um sistema de vigas (Figura 3a) ou ser posicionado sobre a placa e reagindo contra um tirante (Figura 3b). Conhecidos a curva carga-recalque da placa, as dimensões da sapata e o tipo de solo onde a mesma se apoiará, pode obter o comportamento da fundação (Figura 4) através das expressões:

$$\text{Solos granulares (Terzaghi 1955)} \quad r_f = r_p \left(\frac{2 \cdot D_f}{D_f + D_p} \right)^2 \quad (1)$$

$$\text{Solos argilosos (Timoshenko 1951)} \quad r_f = r_p \sqrt{\frac{A_f}{A_p}} \quad (2)$$

que para as placas circulares se escreve $r_f = r_p \frac{D_f}{D_p}$ em que D_p e D_f são, respectivamente, o diâmetro (ou o menor lado) da placa e da fundação e r_p e r_f os recalques da fundação e da placa, para a mesma tensão aplicada ao solo

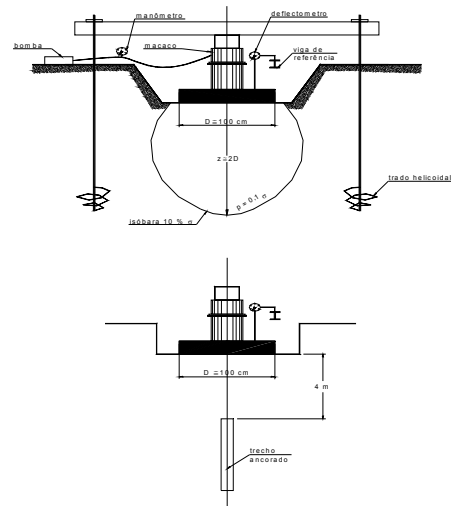


Figura 3 – Prova de carga em placa

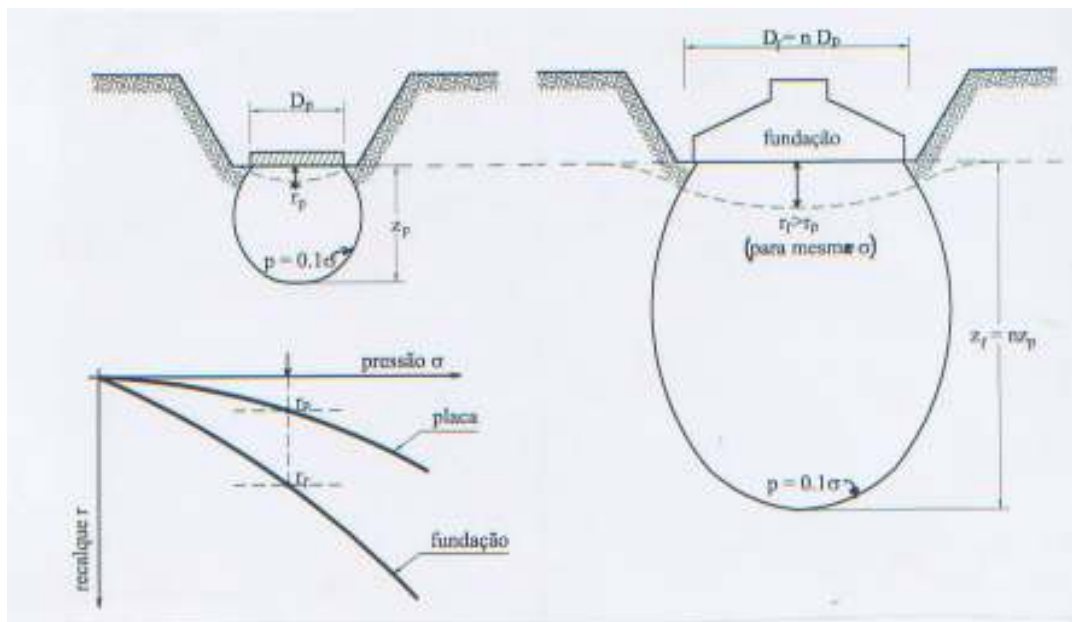


Figura 4 – Relação entre o recalque da fundação (r_f) e da placa (r_p)

6.2 – TUBULÕES A CÉU ABERTO E SOB AR COMPRIMIDO

Estes tipos de fundação são dimensionados desprezando-se a carga resistida pelo fuste, ou seja, toda a carga é absorvida pela base alargada do tubulão. Analogamente às fundações rasas, a liberação da cota de apoio e das dimensões da base alargada é feita apenas com base numa análise táctil visual do solo e comparado com a sondagem mais próxima. A decisão também é individual (subjetiva).

A realização de uma prova de carga sobre placa similarmente ao exposto para o caso de fundações rasas seria uma maneira de eliminar a subjetividade da decisão. É claro que este procedimento é conservador, pois não se contaria com o efeito de confinamento em profundidade, que irá existir na base alargada. Porém seria um passo importante para eliminar a subjetividade. O macaco hidráulico, que aplicaria carga a placa poderia reagir contra um sistema de vigas reagindo contra as paredes da base do tubulão ou contra a camisa do fuste, no caso do tubulão ser sob ar comprimido. É um assunto a ser discutido, pois é melhor se ter uma medida (neste caso a favor da segurança) do que se continuar na subjetividade.

6.3 – ESTACAS PRENSADAS

Estas estacas, muito utilizadas no passado como fundações, nos casos em que se queria evitar vibrações, tiveram sua utilização significativamente reduzida, com o advento das estacas injetadas (raiz e micro-estacas), sendo hoje em dia praticamente utilizadas em reforços de fundações. Como em seu processo executivo utiliza macaco hidráulico, sua carga admissível, é adotada igual a 1,5 vezes inferior a carga aplicada pelo macaco hidráulico. Como todas as estacas vão sendo testadas à medida que se avança com o estaqueamento, este tipo de fundação é a que maior confiabilidade oferece do ponto de vista de comportamento, pois até permitem a realização de provas de carga à durante sua instalação. Em decorrência disto, são as estacas que apresentam menor dispersão de seus resultados, ou seja, o valor médio de carga admissível é praticamente atingido por todas as estacas (baixíssimos desvios padrão e coeficiente de correlação).

6.4 – ESTACAS ESCAVADAS (A CÉU ABERTO, COM AUXÍLIO DE LAMA E STRAUSS)

No caso das estacas escavadas, a céu aberto ou com lama bentonítica (estacões e barretes), o controle de campo se restringe à manutenção das características exigidas para a lama e a uma análise táctil visual do material escavado para compará-lo com a sondagem mais próxima à estaca. Durante a concretagem controla-se o volume aplicado e se compara com o teórico. Esta relação deve sempre ser maior que 1, para se garantir que não houve redução do diâmetro do fuste.

Quanto às estacas tipo raiz, também, se encontra uma deficiência no controle da capacidade de carga durante a execução, pois aqui, o material escavado, para compará-lo à sondagem mais próxima, vem totalmente desagregado e misturado com o solo carregado pela água, durante a perfuração. Fato semelhante e mais grave ocorre com as estacas Strauss, onde se joga água para permitir que a piteira, ao ser lançada, várias vezes, misture o solo formando lama para ser por ela retirada.

6.5 – ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO E ESTACAS METÁLICAS

Estes tipos de estacas apresentam, durante sua execução um grande número de medidas que visam controlar e garantir sua qualidade. Esse controle é feito, via de regra, pelo diagrama de cravação (onde se mede o número de golpes necessário à cravação de cada 50 cm da estaca com o pilão caindo de altura constante). Este diagrama permite aferir a qualidade das sondagens, pois o mesmo deverá estar em consonância com os SPT's. Utilizam-se também a nega, o repique e os ensaios dinâmicos (prova de carga dinâmica). Todas essas medidas de controle permitem, cada uma com suas hipóteses embutidas, estimar a carga esperada e, portanto, permitem controlar o comprimento de estaca por estaca durante a cravação. A título de informação, o repique apresenta valores mais confiáveis e com menor dispersão do que a nega. Para se obter o repique procede-se conforme mostrado na Figura 5. O repique, mostrado no detalhe A dessa Figura, é composto de duas parcelas.

$$K = C_2 + C_3 \quad (3)$$

em que, C_2 é a deformação elástica do fuste da estaca e C_3 é a deformação elástica do solo sob a ponta da estaca. Numa primeira aproximação pode-se adotar $C_3 \approx S$ (nega para 1 golpe). Assim, pode-se obter:

$$C_2 = K - C_3 = K - S \quad (3a)$$

A parcela C_2 corresponde à deformação elástica do fuste da estaca, submetida ao diagrama de carga axial N_i mostrado na Figura 6. Esse diagrama é obtido descontando-se da carga P , aplicada ao topo da estaca (ou seja, o que se espera durante a cravação) a carga transferida, por atrito lateral, ao solo. Esta carga lateral transferida ao solo é prevista, durante a fase de projeto, utilizando-se métodos de previsão de carga (por exemplo, Aoki-Velloso, Decourt-Quaresma, etc). De tal sorte que se pode comparar, durante a cravação, o valor medido de C_2 com o valor calculado na fase de projeto, obtido com base na lei de Hooke.

$$C_{2(\text{calculado})} = \frac{1}{A.E} \sum N_i \cdot \Delta z_i$$

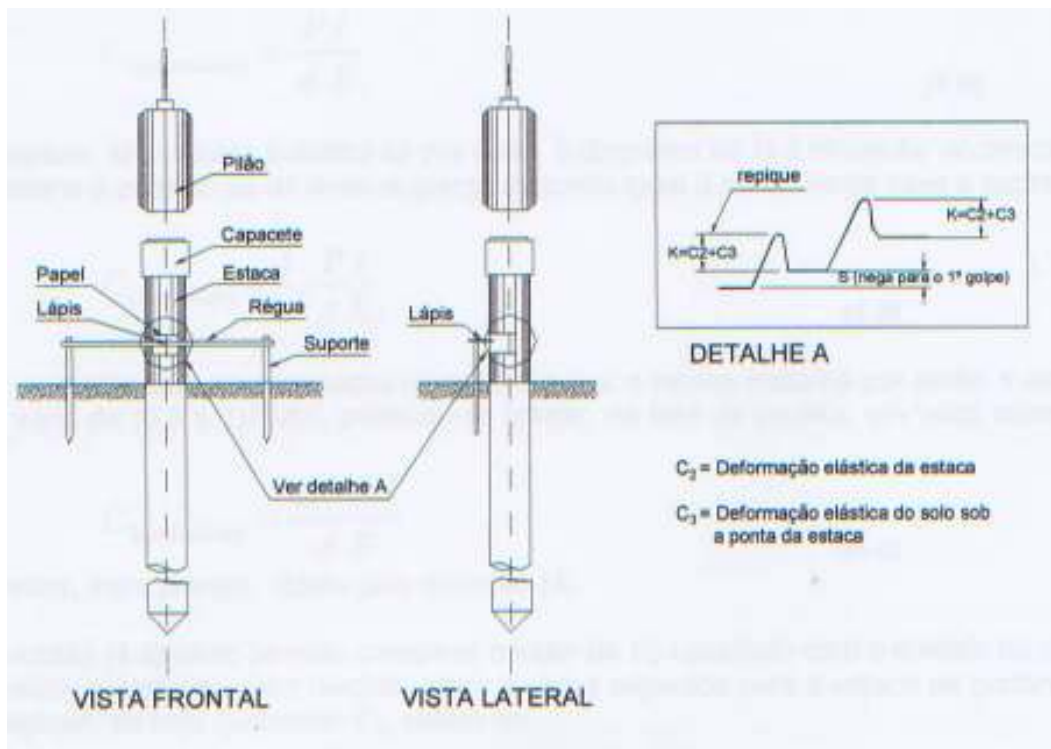


Figura 5 – Registro do repique

(4)

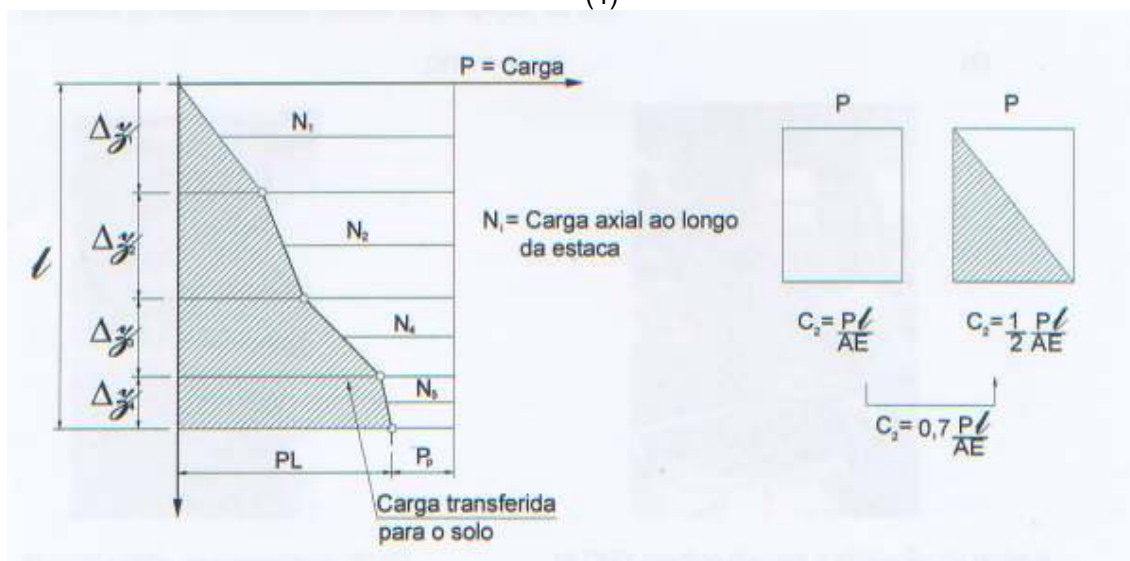


Figura 6 – Cargas axiais N_i ao longo da estaca

Vê-se pela expressão (4) que se a estaca trabalha só de ponta o diagrama N_i é constante e igual a P ao longo da estaca (transferência de carga nula pelo fuste ao solo). Neste caso a expressão 4 toma a forma:

$$C_{2(\text{calculado})} = \frac{P \cdot l}{A \cdot E_i} \quad (4.a)$$

Ao contrário, se a estaca trabalha só por atrito, o diagrama de N_i é triangular decrescente sendo P no topo da estaca e zero no pé da mesma (carga de ponta igual a zero). Neste caso a expressão 4 toma a forma:

$$C_{2(\text{calculado})} = \frac{1}{2} \cdot \frac{P \cdot l}{A \cdot E_i} \quad (4.b)$$

Vê-se, portanto, que para os casos normais em que a estaca trabalha por ponta + atrito lateral, o valor de C_2 varia de $(0,5 \text{ a } 1)P/AE$, podendo-se adotar, na fase de projeto, um valor intermediário, ou seja:

$$C_{2(\text{calculado})} = \frac{0,7 \cdot P \cdot l}{A \cdot E} \quad (4.c)$$

no lugar do valor, mais preciso, obtido pela equação (4)

A expressão (4.a) tanto permite comparar o valor de C_2 calculado com o medido no campo, como também permite, a partir do valor medido, obter a carga esperada para a estaca na profundidade onde se mede o repique, ou seja conhecido C_2 , obtém-se:

$$P = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{0,7 \cdot l} \quad (4.d)$$

Outro controle de campo muito usado nas estacas pré-moldadas e metálicas é o ensaio de carregamento dinâmico (Figura 7), vulgarmente conhecido por PDA = Pile Driving Analyse, que baseado na equação da onda permite calcular a carga mobilizada, durante a cravação ou a recravação.

Para fazer a correta interpretação deste ensaio, além do operador experiente, é necessário aferir os parâmetros a serem utilizados na análise numérica do tipo CAPWAP. Esta aferição é feita através do deslocamento máximo (DMX) obtido no computador (PDA) que deverá ser concordante com o medido pelo repique (obtido “manualmente” ou através de aparelho) visto que, o repique, a menos da escala de tempo, representa a mesma função de deslocamento. Assim antes de se proceder ao ensaio dinâmico, são dados vários golpes na estaca até que se obtenha o valor de DMX medido no PDA da ordem de grandeza do deslocamento medido pelo repique, ou seja:

$$DMX \approx K + S \quad (5)$$



Figura 7 – Aferição dos parâmetros do ensaio dinâmico pelo repique

6.6 – ESTACAS FRANKI

Este tipo de estaca, analogamente à estacas pré-moldadas, apresenta, durante sua execução, um grande número de medidas que visam controlar e garantir sua qualidade, conforme se expõe a seguir:

Embora as fórmulas que utilizam negas não se apliquem às estacas moldadas “in loco”, a Franki adaptou a fórmula de Brix para tal fim.

$$R = 4 \cdot \frac{W^2 P}{(W + P)^2} \cdot \frac{h}{s} \quad (6)$$

em que W é o peso do pilão, P é o peso do tubo, h é a altura de queda do pilão e s é a nega.

Aplicando-se a esta fórmula um coeficiente de correção 20, obtém-se a carga admissível do tubo:

$$R_t = \frac{1}{5} \cdot \frac{W^2 P}{(W + P)^2} \cdot \frac{h}{s} \quad (6a)$$

É importante lembrar que inicialmente a Franki havia desenvolvido as expressões que se seguem adotando um coeficiente de correção 10, que foi alterado, em 1985, para 20 visando um melhor ajuste aos resultados estatísticos.

Conhecida a carga admissível R_t do tubo (e não da estaca) calcula-se a carga admissível para a estaca por:

$$P_{adm} = 0,75R_t \left(0,3 + 0,6 \frac{A_b}{A_t} \right) \quad (7)$$

em que A_b é a área da projeção do volume da base alargada admitida como uma esfera e A_t é a área da seção transversal (cheia) do tubo (ver tabela 1). Para passar da expressão 6a para a expressão 7 admitiu-se que 30% da carga da estaca seja resistida por atrito lateral e 70% por ponta (PL=0,3PR e PP=0,7PR).

Admitindo-se que a tensão na ponta do tubo seja igual à da base (70% de R_t) pode-se escrever $\sigma = 0,7R_t/A_t$. Esta tensão aplicada à área da base da estaca permite escrever (carga devido à ponta da estaca):

$$P_b = \sigma \cdot A_b = 0,7R_t \frac{A_b}{A_t}$$

Como o diâmetro da estaca é praticamente igual ao do tubo e a carga por atrito é admitida igual a 30% da carga total, pode-se escrever:

$$P_{adm} = 0,3R_t + 0,7R_t \frac{A_b}{A_t}$$

Como o bulbo da base não é perfeitamente esférico, admite-se um fator de correção de 0,85 na parcela A_b/A_t . Por outro lado, para levar em conta que as condições de execução na obra (nem sempre, muito favoráveis, também se reduz a carga P_{adm} em 75%. Introduzindo-se esses fatores corretivos na expressão acima obtém-se, finalmente:

$$P_{adm} = 0,75 \left(0,30R_t + 0,85 \times 0,7R_t \frac{A_b}{A_t} \right) \text{ que nada mais é do que a expressão 7.}$$

Esta expressão pode ser generalizada para quaisquer porcentagens de resistência por atrito e ponta. Seja α a porcentagem de carga resistida pelo fuste e $\beta = (1-\alpha)$ a parcela resistida pela ponta. Neste caso a expressão 7 genérica será:

$$P_{adm} = 0,75 \cdot R_t \left(\alpha + 0,85\beta \frac{A_b}{A_t} \right) \quad (7a)$$

Por exemplo para o caso em que a estaca atravessa uma camada de argila mole e se apóia em um extrato muito resistente, pode-se admitir $\alpha = 0,1$ e $\beta = 0,9$. A carga admissível desta estaca será obtida por:

$$P_{adm} = 0,75R_t \left(0,1 + 0,85 \times 0,9 \frac{A_b}{A_t} \right) = 0,75R_t \left(0,1 + 0,77 \frac{A_b}{A_t} \right) \quad (7b)$$

Este raciocínio pode ser estendido para outras relações de α e β .

Tabela 1 – Dados básicos para as estacas tipo Franki

Diâmetro do tubo (mm)	350			400			450			520			600			700		
A_t (m ²)	0,096			0,126			0,159			0,212			0,283			0,385		
Vol (l)	150	180	270	300	360	450	540	600	630	750	900							
A_b (m ²)	0,292	0,332	0,430	0,478	0,528	0,608	0,694	0,739	0,785	0,866	0,985							

Confirmados o comprimento e a nega do tubo passa-se à fase mais importante, do ponto de vista de capacidade de carga, que é a confecção da base alargada. Para tanto o concreto é lançado com auxílio de uma caçamba de volume conhecido (geralmente 150 l para estacas com diâmetro superior a 400 mm e 90 l para diâmetros inferiores). Os volumes a injetar devem-se situar dentro dos seguintes valores:

estacas D= 40 cm : mínimo 180 l , normal 270 l e máximo 360 l

estacas D= 45 cm : mínimo 270 l , normal 360 l e máximo 450 l

estacas D= 52 cm : mínimo 300 l , normal 450 l e máximo 600 l

estacas D= 60 cm : mínimo 450 l , normal 600 l e máximo 750 l

A base alargada é considerada adequada quando os limites acima forem respeitados e, além disso, que os últimos 150 l de concreto sejam introduzidos com uma energia de 500 tf.m (para estacas com diâmetro superior a 450 mm). A energia é obtida pelo produto do peso do pilão (cujos pesos mínimos constam da Tabela 5 da NBR 6122/96) pela altura de queda (constante entre 5 e 8 m) e pelo número de golpes, controlando-se o volume injetado pela marca do cabo do pilão em relação ao topo do tubo.

É também durante a confecção da base que se controla o levantamento de estacas próximas já executadas. Caso se constate este fenômeno devem ser tomadas as providências preconizadas pela NBR 6122/96 em seu item 7.9.1.2.b, ou seja: *..a execução de uma estaca requer que todas que todas as situadas em um círculo de raio igual a seis vezes o diâmetro da estaca tenham sido concretadas há pelo menos 24 h. Esta técnica é dispensada caso se comprove que uma técnica especial de execução pode diminuir ou até mesmo eliminar o risco de levantamento (pré-furo, por exemplo)....*

Para o lançamento do concreto do fuste usa-se a mesma caçamba utilizada na confecção da base alargada, de tal sorte que se sabe qual o volume de concreto que vai sendo lançado à medida que se faz a concretagem. Nesta fase do serviço a retirada do tubo, a cada volume de concreto lançado, é feita mantendo-se o pilão apoiado no concreto e controlando-se a marca do cabo do pilão que indica se o tubo não está arrastando consigo a coluna de concreto, além de mostrar a altura de segurança dessa coluna no interior do tubo, para impedir que a água ou o solo nele penetre.

Neste tipo de estaca, mesmo que as solicitações indiquem a não necessidade de armá-la, é utilizada uma armadura mínima que serve para controlar a integridade do fuste, durante a concretagem. Esse controle consiste em se acompanhar o "encurtamento" da armadura que indica a linearidade do fuste e a continuidade da coluna de concreto, à medida que se faz o apiloamento do mesmo, após cada retirada parcial do tubo (aproximadamente a cada 50 cm). O acompanhamento do encurtamento da armadura é feito solidarizando-se à mesma um cabo fino que sobe até o topo da torre, passa por uma polia e é dotado, na ponta, de um peso para mantê-lo esticado (Figura 8). Neste cabo é feita uma marca de referência correlacionada a outra marca na torre do bate-estaca. Assim, o encurtamento da armadura é medido pela subida do cabo, em relação à marca de referência. Esse encurtamento deve ser pequeno e uniforme ao longo de toda concretagem. Uma subida brusca do cabo indica um acidente de concretagem, ou seja, um encurtamento grande da armadura. Neste caso, ou mesmo quando se constata que acidentalmente ocorreu uma invasão de água ou de lama, durante a concretagem (facilmente detectado ao se levantar o pilão e ver se o pé do mesmo está ou não limpo) adota-se o seguinte procedimento executivo: saca-se totalmente o tubo, refaz-se a bucha e recrava-se o mesmo na mesma posição até se obter a nega desejada. A seguir refaz-se a base alargada e retoma-se o processo executivo.

- 1 - Lançamento de areia e brita para formação do bucha.
- 2 - Cravação do tubo FRANKI com bucha de areia e brita.
- 3 - Atingida a profundidade necessária assenta-se o base com tubo suspenso nos cabos de tração.
- 4 - Colocação da armadura, ancorado na base se necessário (Estacas de tração)
- 5 - O fuste é formado introduzindo-se concreto, ao mesmo tempo que o tubo é retirado, mantendo-se uma altura de concreto conveniente dentro do tubo e apiloando.
- 6 - Estaca pronta.

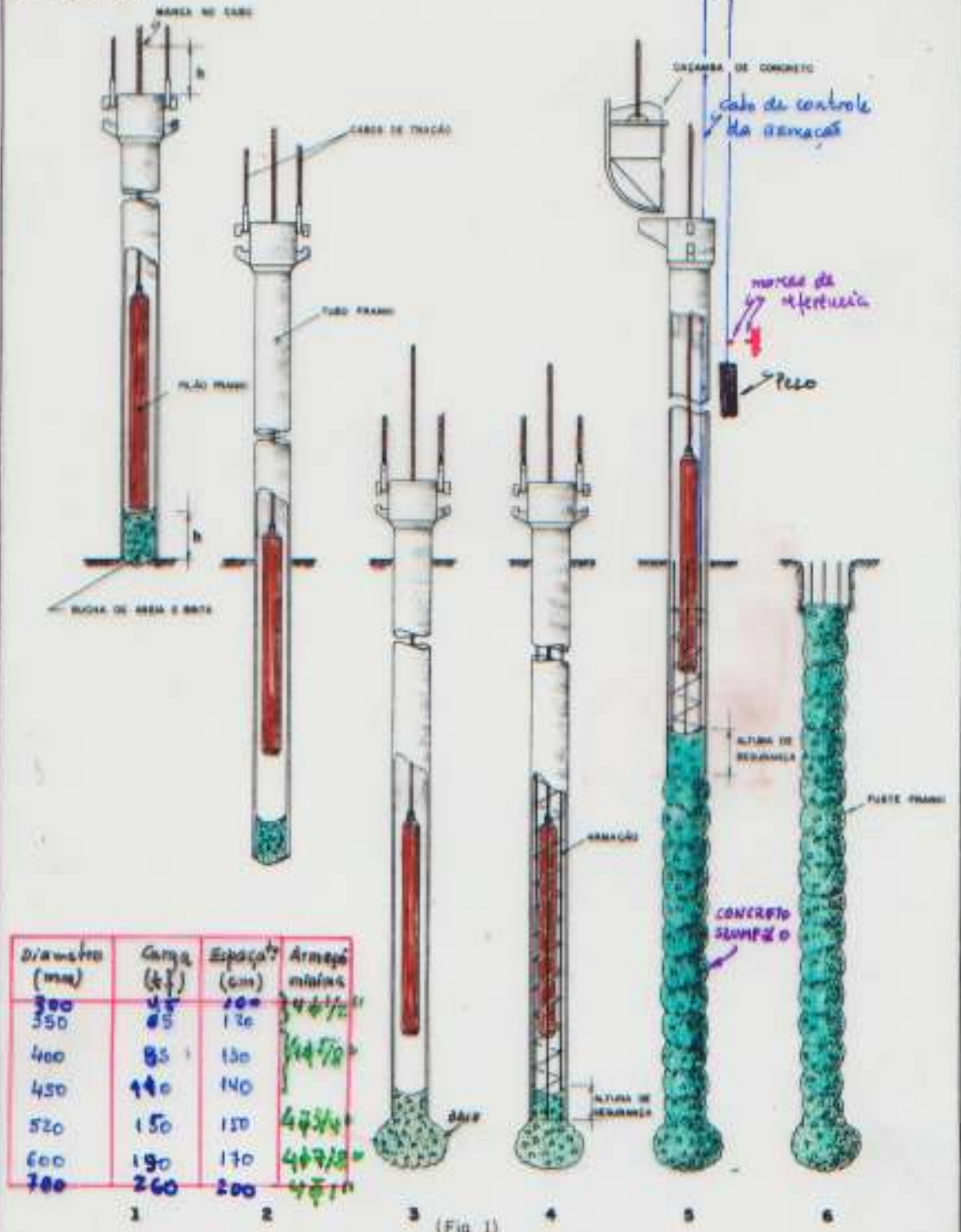


Figura 8 – Fases de execução de uma estaca tipo Franki

6.6 – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Estas estacas, conforme já exposto acima, enquadram-se no grupo das estacas com controle pouco abrangente. Por isso, é importante trazer ao conhecimento da comunidade geotécnica, alguns cuidados executivos que devem ser tomados.

Um dos problemas com que se defronta o executor destas estacas, é que o concreto é fornecido por concreteira, contratada pelo dono da obra. Por ser um concreto especial, face às características do processo executivo, muito dos problemas enfrentados foram decorrentes de ainda não existir uma diretriz dos requisitos mínimos do mesmo, em particular quanto ao fator água cimento, ao “slump-flow” e à exsudação aliado ao fato de que o cimento mudou de características nos últimos anos. Para agravar a situação as concreteiras não costumam informar a composição e, principalmente o nome e a quantidade de aditivo que foi colocado no traço. Uma primeira tentativa para equacionar este problema foi abordado e resumido no capítulo 5 do Seminário da ABMS-ABEF, realizado em 02 de agosto de 1999

Em estacas com arrasamento profundo, deve-se concretar até as imediações do nível do terreno e, a seguir, instalar a armadura, neste caso dotada de estribos e enrijecida. A prática de se tentar empurrar a armadura apoiando-se o trado sobre a mesma tem causado problemas pois muitas vezes a armadura sai da massa de concreto e entra no terreno. Por esta razão esta prática não é recomendada. Deve-se deixar a armadura ao nível do terreno.

A não observância deste procedimento, ou seja, parar a concretagem abaixo do nível do terreno e a seguir instalar a armadura pode comprometer a integridade da estaca, pois após a retirada do trado e antes de se instalar a armadura, cairá terra sobre o concreto ainda fresco. Durante a introdução da armadura essa terra “embuchará” nos estribos e será empurrada pela mesma criando uma “rolha” de solo dentro do corpo da estaca, conforme se mostra na Figura 9(a).

Embora a NBR 6122 permita não armar as estacas comprimidas, quando a tensão máxima de compressão for de 5 MPa, neste tipo de estacas, sempre se deve dispor de armadura, pois seu método executivo impõe que a estaca, ao final da concretagem, apresente significativa coluna de concreto acima da cota de arrasamento, pela razão acima descrita. Além disso, também se recomenda que a concretagem seja mantida, com bombeamento e pressão, até o nível do terreno para evitar problema como o indicado na Figura 9(b). Não estando a estaca armada, ao se proceder a escavação para a o corte e preparo da cabeça das mesmas, geralmente utilizando-se escavadeiras mecânicas, estas “batem” na estaca durante a operação, por mais cuidadoso que seja o operador. A armadura terá, então, a função de absorver os esforços decorrentes dessas batidas. Recomenda-se um mínimo de 4Φ16mm para estacas de até 40 cm de diâmetro, 6Φ16mm para 50 cm, 8Φ16mm para 60 e 70 cm, 6Φ20mm para 80 cm, 8Φ20mm para 90 cm e 10Φ20mm para 100cm de diâmetro. O comprimento mínimo (abaixo da cota de arrasamento) recomendado é de 5 m, ou seja usa-se ½ barra para a composição da armadura.



(a) embuchamento



(b) afunilamento

Figura 9 – Contaminações do fuste de estacas não concretadas até o nível do terreno

Quando se executam estacas hélice contínua em argilas moles deve-se tomar cuidado para garantir que o topo do trado sempre esteja acima da cota superior da argila mole, evitando-se que a prolonga (região sem trado) atinja a mesma e crie um “alívio” (ausência de trado com solo) nessa região. Além disso, durante a concretagem deve-se manter pressão positiva, mesmo que o consumo de concreto se mostre excessivo e comece a subir lateralmente ao trado, devido ao pouco confinamento de solo. Aliviar a pressão do concreto, nessa região compromete a integridade da estaca.

O exame de fuste (item 7.9.7.1.3 da NBR 6122/96) de estacas executadas neste tipo de solo é imprescindível e deve ser feito de imediato para se ver se a concretagem está sendo eficiente.

Uma outra recomendação executiva importante diz respeito à limpeza da calda da “rede de concretagem” antes de se executar a primeira estaca. Ao final de um dia de trabalho, o cocho é limpo com aplicação de óleo. Antes de se começar a primeira estaca do dia seguinte a rede precisa ser “lubrificada” para permitir uma fluência do concreto. Para esta lubrificação costuma-se misturar 2 sacos de cimento (de 50 kg) em cerca de 200 l de água (calda de lubrificação) dentro do cocho. Esta calda se misturará com o óleo remanescente da limpeza do dia anterior. Se a estaca for de pequeno diâmetro (abaixo de 50 cm), o volume por metro será pequeno em comparação ao volume da calda de lubrificação. De tal sorte que, se esta não for lançada fora, antes de se iniciar a estaca, na sua ponta poderá ficar parte desta calda que, além de ser de baixa resistência, ainda possui resto de óleo. Por isso, antes de se iniciar a primeira estaca, o trado deve ser levantado e a seguir começa-se a lançar a calda e o concreto. Quando toda a calda tiver sido lançada fora e se estiver garantido de que toda a rede já está com concreto, interrompe-se o lançamento do mesmo, tampa-se o trado e inicia-se a perfuração da estaca (é o que nós chamamos “limpeza de rede”).

A Figura 10 mostra o comportamento de duas estacas de pequeno diâmetro (25 cm e 12 m de comprimento), distantes entre si 1,40 m e executadas, uma sem a limpeza e outra com limpeza de rede. A estaca executada com limpeza de rede teve, durante a prova de carga estática, um comportamento normal, enquanto que a outra, onde não houve essa limpeza, sofreu um recalque brusco ao atingir 350 kN (provável esgotamento do atrito lateral) só retomando a carga após um recalque de 36,15 mm.

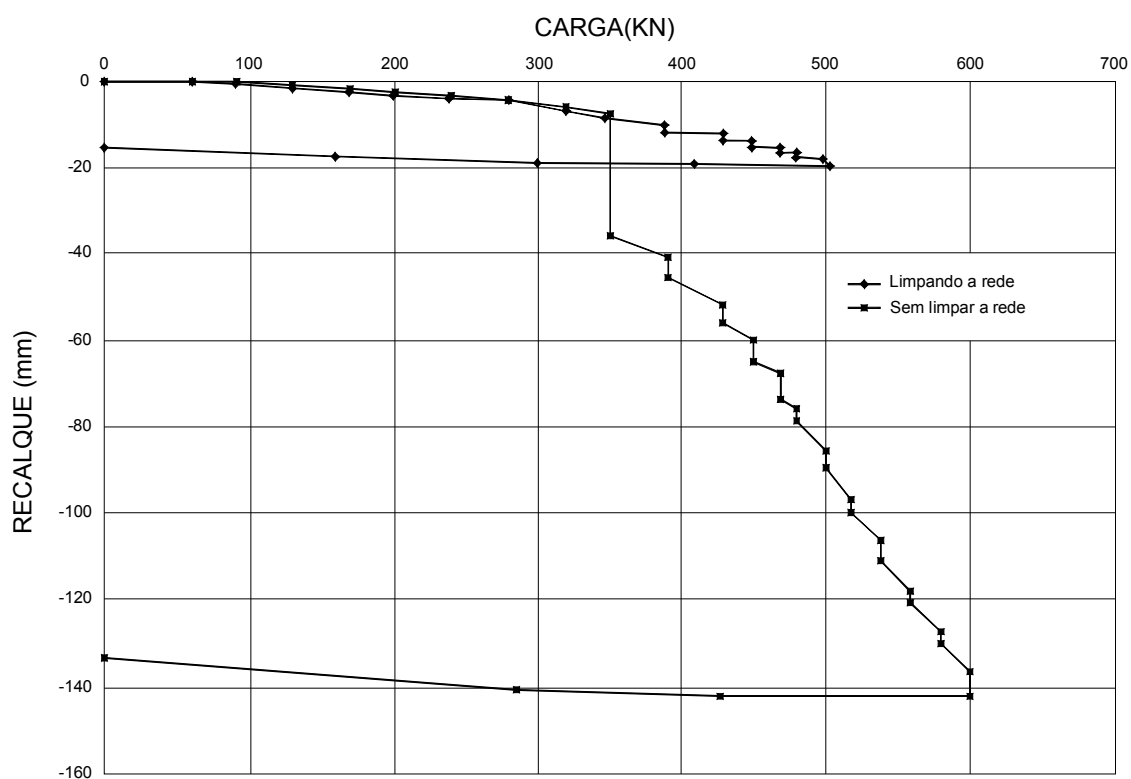


Figura 10 – Comparação de desempenho de duas estacas próximas: com e sem limpeza de rede

Com respeito ao controle da capacidade de carga durante a execução, temos os seguintes comentários:

O mercado possui uma grande variedade de equipamentos, tanto quanto ao torque que eles podem aplicar ao trado, quanto à força de arrancamento. Entretanto, não existem, ainda, procedimentos que permitam medir esses valores e as informações dos catálogos das máquinas nem sempre são confiáveis. Além disso, também existem no mercado equipamentos em que a concretagem é feita com o trado girando, sendo que as empresas que usam este tipo de equipamento não demonstraram se ocorre ou não alívio do solo à volta da estaca devido a este processo executivo. No seminário sobre hélice contínua de agosto de 1999, tivemos a oportunidade de apresentar ensaios (com SPTT e CPT) executados em duas obras, antes e após a execução de estacas, mostrando que a retirada do trado sem rodar, não provocou alívio de tensões. Faltam ensaios semelhantes para as estacas concretadas com o trado girando.

Na falta de um procedimento padrão, o que temos feito (além dos controles do TARACORD, já amplamente divulgados) é manter a velocidade de giro constante e comparar os gráficos da variação da pressão na mesa de torque e da velocidade de avanço, com a profundidade, em relação à variação da resistência, também com a profundidade, da sondagem mais próxima. A Figura 11 é um exemplo desse

controle que deve ser feito manualmente (anotando-se, a cada metro de introdução do trado) o torque e a velocidade de avanço, pelo menos junto às sondagens e se possível em pelo menos 4 estacas por dia normal de trabalho. Em caso de dúvida quanto à qualidade das sondagens este procedimento pode ser feito fora do local das estacas porém próximo de uma sondagem. Além de se comparar esse gráfico com os SPT's da sondagem deve-se remover o trado (sem concretar) para também aferir a seqüência de camadas (granulometria) e compará-la com a indicada na sondagem. A interpretação desse gráfico é feita da seguinte maneira:

Como a velocidade de rotação é mantida constante, se a pressão na mesa de torque aumenta ou se mantém constante e a velocidade de avanço vai diminuindo com a profundidade significa que o terreno aumenta de resistência com a profundidade. Ao contrário se a velocidade de avanço cresce e o torque diminui (ou se mantém constante) estamos diante de um terreno mais fraco.

Este par de valores, assim interpretados, deve estar em concordância com a variação da resistência da sondagem. A Figura 11 servirá como exemplo para esta interpretação: Na região dos 7 aos 14 m a velocidade de avanço é da ordem de 160 m/h e a pressão do torque é da ordem de 200 kg/cm². Nesta mesma profundidade os SPT's varia de 14 a 18. A partir dos 14 m a velocidade de rotação, embora constante é inferior, caindo para 10 R.P.M. A velocidade de avanço diminui para cerca de 110 m/h e a pressão de torque aumentou para 220 kg/cm², diminuindo ainda mais aos 20m para 200 kgf/cm². Estes valores estão em consonância com os SPT's que passaram para 18 a 28 e a 19m para 31, onde havia sido interrompida a sondagem.

Como se tratava de um teste, após a introdução do trado, o mesmo foi sendo removido, sem girar, e o solo foi sendo analisado mostrando-se, também, em concordância com a discricção mostrada ao fim da tabela.

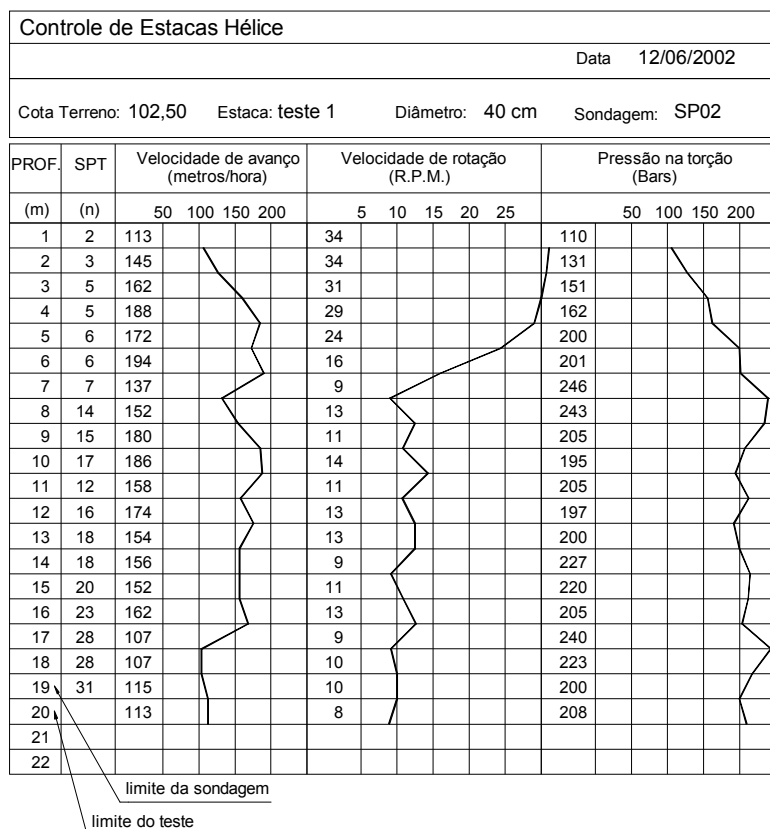


Figura 11- Controle de estacas hélice contínua

7- VERIFICAÇÃO DO DESEMPENHO

Todos os controles durante a execução, acima mencionados, são calcados em experiências anteriores e visam fornecer subsídios às equipes de execução e controle no sentido de que a fundação, atendendo a esses controles, deverá apresentar bom desempenho. Entretanto, essa verificação do desempenho só é possível através de provas de carga estáticas.

Para se executar uma prova de carga estática há necessidade de se montar um sistema de reação que permita aplicar a carga à estaca com suficiente segurança. Este sistema deve ser projetado em

função do tipo de carga a aplicar à estaca (tração, compressão ou transversal). Nas próximas Figuras apresentam-se montagens típicas para essas diversas provas de carga.

7.1 – MONTAGENS TÍPICAS PARA PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO

O sistema de reação para provas de carga à tração é bastante simples podendo ser em fogueiras (Figura 12) ou em estacas, principalmente se a estaca a ensaiar for inclinada (Figura 13)



Figura 12 – Prova de carga à tração (reação em fogueira)



Figura 13 – Prova de carga à tração (reação em estacas)

7.2 – MONTAGENS TÍPICAS PARA PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO

Antes da introdução de tirantes ancorados no solo e das estacas raiz, os sistemas de reação constituíam-se, geralmente, de cargueiras formadas por caixões cheios de areias, chapas de aço, perfis metálicos, etc.

Hoje em dia, não só pela maior ordem de grandeza dos carregamentos das estacas como pela facilidade que existe em se encontrar um grande número de empresas que executam tirante e estacas tipo raiz, raras vezes se utilizam cargueiras nas provas de carga à compressão. Nas Figuras 14 a 16 mostram-se algumas montagens típicas usando-se estacas tracionadas.



Figura 14 - Montagem com duas vigas em forma de cruz para 260 tf



Figura 15 – Montagem com três vigas em forma de H para 500 tf



Figura 16 – Montagem com 6 tirantes (12Ø12,5mm) inclinados para 1.000 tf

Devem-se evitar provas de carga com apenas uma viga ancorada em duas outras estacas ou em dois tirantes, conforme se mostra na Figura 17 para evitar que a mesma tombe e cause acidentes conforme se mostra na Figura 18. No caso particular deste acidente, o mesmo não teve maiores conseqüências, pois a viga ficou suspensa ao bater contra uma estaca pré-moldada próxima. Não existisse essa estaca, as conseqüências do tombamento da viga teriam sido trágicas, pois a prova de carga estava em andamento com a equipe circulando e fazendo leituras sob a viga.



**Figura 17 – Montagem com apenas uma viga de reação
(necessidade de escorar lateralmente a viga para evitar acidentes)**



Figura 18 – Acidente com uma viga por falta de escoramento lateral

7.1 – MONTAGENS TÍPICAS PARA PROVAS DE CARGA TRANSVERSAIS

Analogamente às provas de carga à tração, os sistemas de reação para as provas de carga transversais são bastante simples. Neste caso pode-se usar o solo como reação (Figura 19) ou duas estacas com o macaco hidráulico reagindo contra elas (Figura 20).



Figura 19 – Prova de carga horizontal usando o solo como reação



Figura 20 – Prova de carga horizontal com o macaco entre duas estacas

8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U.R. (1991) "Previsão e Controle das Fundações" – Editora Edgard Blücher Ltda.
- Alonso, U.R. (2000) "Reflexões sobre o Comportamento de Estacas Hélice Contínua e Omega Executadas Acima e Abaixo do Nível de Água" – XII COBRAMSEG – vol 3, pp.1815 – 1824.
- Aoki (1986) "Controle in situ da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Fabricadas via Repique Elástico da Cravação" Publicação da ABMS/NRSP em conjunto com a ABEF e IE.
- Terzaghi, K. (1955) "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction" – Geotechnique, vol 5, n^o 4.
- Timoshenko, S. & E. Goodier, J.N. (1951) "Theory of Elasticity" – McGraw-Hill – Tokyo.